

ANEXO C

NORMAS TÉCNICAS PARA EL PROYECTO Y CÁLCULO DE PUENTES FERROVIARIOS

La Administración Contratante podrá aprobar el diseño de puentes realizado con otras normas técnicas, que sean aceptadas en otros países, previo análisis de su justificación.

I. DE HORMIGÓN

II. METÁLICOS

I. PUENTES DE HORMIGÓN

CONTENIDO

1. OBJETO
2. GENERALIDADES
3. LONGITUD DE PUENTE
4. FRANQUIA
5. GALIBO Y SOBREELEVACION
 - 5.1 Gálibo en recta
 - 5.2 Gálibo y sobreelevación en curva
6. TIPO DE ESTRUCTURA Y LUCES A ADOPTAR
7. MATERIALES
8. CARGAS
 - 8.1 Carga Permanente
 - 8.1.1 Peso específico de los materiales
 - 8.1.2 Peso de los materiales de vía
 - 8.1.3 Espesor de la capa de balasto
 - 8.2 Carga móvil
 - 8.2.1 Carga móvil sobre la vía
 - 8.2.2 Carga móvil sobre veredas y barandas
 - 8.3 Impacto de la carga móvil
 - 8.4 Balanceo de la carga móvil
 - 8.5 Fuerza centrífuga
 - 8.6 Presión del viento
 - 8.6.1 Viento transversal sobre la superestructura
 - 8.6.2 Viento longitudinal sobre la superestructura
 - 8.6.3 Viento sobre pilas y estribos
 - 8.6.4 Viento sobre carga móvil
 - 8.6.5 Fuerzas de viento sobre puentes en arco
 - 8.7 Fuerzas de aceleración, frenado y arranque
 - 8.8 Rozamiento en apoyos
 - 8.9 Desviación y asiento de los estribos y pilares
 - 8.10 Empujes de tierra
 - 8.11 Sub presión de agua
 - 8.12 Presión de la corriente de agua
 - 8.13 Efectos secundarios de montaje y especiales
 - 8.14 Variaciones de temperatura
 - 8.15 Contracción de fraguado y fluencia lenta del hormigón
 - 8.16 Cargas especiales
9. ESTABILIDAD AL VUELCO
10. SEGURIDAD AL LEVANTAMIENTO DE LOS APOYOS
11. EFECTOS ORIGINADOS POR CHOQUES DE OBJETOS, VEHICULOS O EMBARCACIONES CONTRA LAS ESTRUCTURAS DE APOYO
12. CONSIDERACION DE LA EXISTENCIA DE VIAS MULTIPLES

13. MEMORIA DE CÁLCULO
14. DETALLES DEL CÁLCULO
 - 14.1 Método de cálculo
 - 14.2 Procedencia de las fórmulas
 - 14.3 Cálculo utilizando computadora
 - 14.4 Posición más desfavorable de las cargas
 - 14.5 Condiciones de cálculo
 - 14.6 Esfuerzos variables
 - 14.7 Ancho de distribución para las cargas móviles
15. PRESENTACION DEL PROYECTO

NORMA TÉCNICA PARA EL PROYECTO Y CÁLCULO DE PUENTES FERROVIARIOS DE HORMIGÓN

1. OBJETO

La presente norma tiene por objeto establecer las provisiones técnicas que se deberán tener en cuenta para el proyecto y cálculo de puentes ferroviarios de hormigón, tanto armado como pretensado.

2. GENERALIDADES

El proyecto del puente deberá ser completo en sí mismo, estableciéndose en él todos los detalles y especificaciones correspondientes a la obra programada, de modo que permita, sin necesidad de aclaraciones posteriores, la interpretación clara y concisa de la obra proyectada en todos sus detalles. Incluirá además la totalidad de metrajes de la obra prevista, ajustada a los rubros establecidos de acuerdo con las especificaciones que corresponda aplicar.

3. LONGITUD DE PUENTE

El proyectista fijará, de acuerdo con el trazado estudiado, la ubicación y longitud del puente asegurando el desagüe requerido por el curso de agua a cruzar. Salvo especificación particular en contrario, el puente y sus accesos serán insumergibles. El desagüe suministrado por el puente deberá ser el mínimo necesario para garantizar un comportamiento adecuado de la obra, sin provocar remanso excesivo, ni erosiones no controlables por las obras de defensa programadas, ni velocidades excesivas del agua que puedan provocar perturbaciones perjudiciales. No obstante, el proyectista podrá establecer una mayor longitud de la obra en base a consideraciones económicas o de otro orden, debidamente justificadas.

4. FRANQUIA

La franquía entre la máxima creciente previsible para el curso de agua a salvar y la superestructura del puente deberá ser determinada por el proyectista de acuerdo con las condiciones particulares de la obra. Aparte de toda otra consideración que corresponda se tendrá en cuenta para ello los posibles arrastres de cuerpos flotantes, posibilidades de navegación y el grado de exactitud que puede preverse para la máxima creciente prevista en el proyecto. En cualquier caso la franquía no será menor a 70 cm.

5. GALIBO Y SOBREELEVACION

5.1 Gálibo en recta

El gálibo, área transversal libre, no será menor que el indicado en la figura 1.

5.2 Gálibo y sobreelevación en curva

En puentes de planta curva, además de lo especificado en el art. 5.1, se deberá prever una sobreelevación del riel externo sobre el riel interno, que estará dada por la expresión:

$$h = 0,741 \frac{V^2}{R}$$

siendo:

h: sobreelevación en cm, con un máximo de 15 cm.

V: velocidad máxima del tren, en km/hora.

R: radio de la curva en el puente, en metros.

En este caso, además, la dimensión 1.70 m del gálibo, según fig. 1, se reemplazará por la dimensión 2.10 m, salvo especificación contraria.

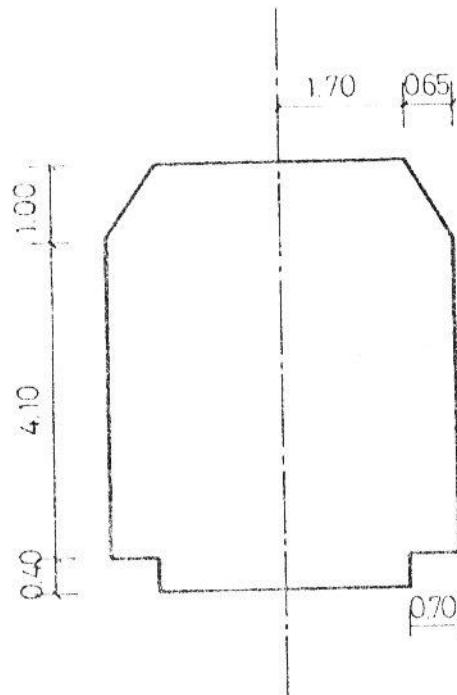


Figura 1.

6. TIPO DE ESTRUCTURA Y LUCES A ADOPTAR

El proyectista adoptará el tipo de solución estructural que resulte más conveniente desde el punto de vista funcional, estructural, económico y estético: partiendo de que ante todo, el puente ha de tener capacidad y resistencia para dar cabida y soportar el tráfico.

6. MATERIALES

La estructura del puente deberá ser proyectada de acuerdo con las bases establecidas en esta norma, para ser construido en hormigón simple, armado o pretensado, debiendo los materiales seleccionados cumplir con las especificaciones establecidas en la Sección III del Pliego de Condiciones de la Dirección Nacional de Vialidad para la construcción de puentes y carreteras.

7. CARGAS

En el proyecto y cálculo de la estructura del puente se considerarán las siguientes cargas y solicitaciones:

A) Exteriores principales:

- 8.1: carga permanente
- 8.2: carga móvil
- 8.3: impacto de la carga móvil
- 8.4: balanceo de la carga móvil
- 8.5: fuerza centrífuga

B) Exteriores secundarias:

- 8.6: presión del viento
- 8.7: fuerzas longitudinales
- 8.8: rozamiento en apoyos
- 8.9: desviación y asiento de los estribos y pilares.
- 8.10: empujes de tierra
- 8.11: sub presión de agua
- 8.12: presión de la corriente de agua
- 8.13: efectos secundarios de montaje y especiales.

C) Interiores:

- 8.14: variaciones de temperatura
- 8.15: contracción de fraguado y fluencia lenta del hormigón.

D) Otras cargas

- 8.16: cargas especiales

8.1 Carga permanente

La carga permanente estará constituida por el peso propio de la estructura y por todas las sobrecargas fijas.

8.1.1. Peso específico de los materiales

En la estimación de los pesos, se usarán los valores unitarios siguientes:

Hierro o acero laminado	7850 Kg./m ³
Fundición	7300 "
Hormigón sin armar	2300 "
Hormigón armado o pretensado	2500 "
Mortero de cemento o asfalto	2200 "
Revestimiento de hormigón bituminoso	2400 "
Arena, gravilla o balasto	2000 "
Madera	1300 "
Mampostería de ladrillo, maciza	2100 "
Mampostería de granito o caliza	2800 "
Terraplén compactado o terreno "in situ"	1800 "
Relleno de arcilla o tierra, húmedas	2000 "
Relleno de arcilla o tierra, secas	1600 "

8.1.2. Peso de los materiales de vía

A los efectos de estimar las cargas producidas por el conjunto de los materiales de vía, se usarán los valores siguientes:

Durmientes de madera	200 Kg./m lineal de vía
Rieles y pequeño material de vía	150 " " " "
Contrarrieles, encarriladores, etc.	100 " " " "

Para el conjunto de rieles, durmientes, contrarrieles y accesorios, se adoptará el valor de 450 Kg por metro lineal para cada vía.

8.1.3 Espesor de la capa de balasto

Si para la instalación de la vía sobre el puente, se prevé la colocación de balasto, el espesor de la capa del mismo deberá ser mayor o igual a 25 cm bajo el durmiente.

Por el contrario, si no se coloca balasto se deberá prever entre la vía y el hormigón la colocación de apoyos elásticos que garanticen condiciones de elasticidad análogas a las existentes en la vía normal sobre balasto.

8.2 Carga móvil

8.2.1 Carga móvil sobre la vía

La carga móvil para cada vía será la indicada en la figura 2, ubicada en la posición más desfavorable. Para cada proyecto se especificará el valor de P a usarse, el que en ningún caso podrá ser inferior a 20 toneladas por eje.

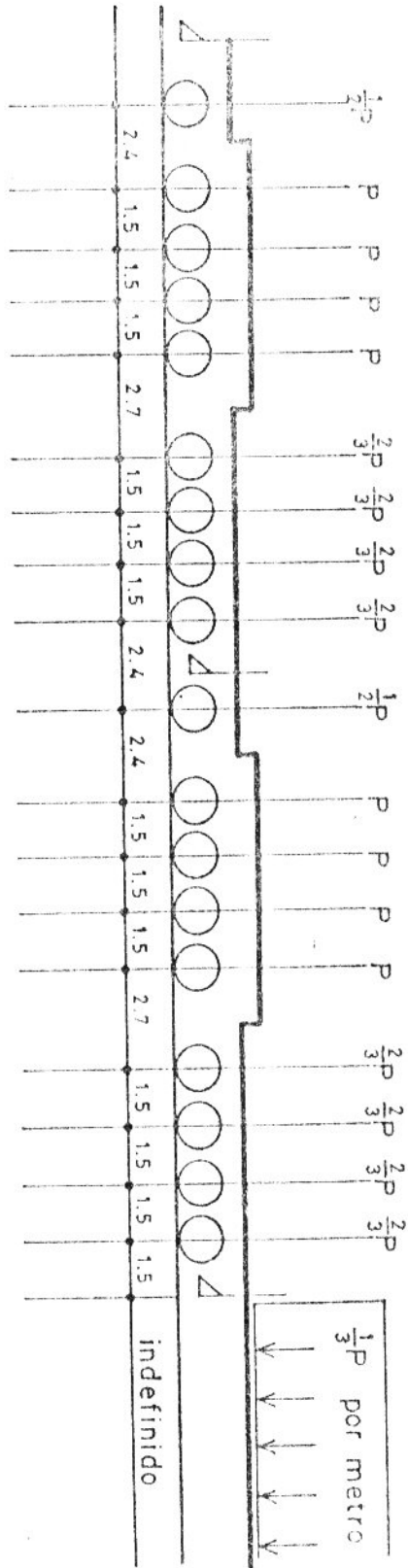


FIGURA 2 (Escala 1:200)

Como cargas correspondientes al peso de vagones vacíos se considerarán las indicadas en la fig. 3 o de lo contrario, una carga uniformemente distribuida de 1.7 toneladas por metro.

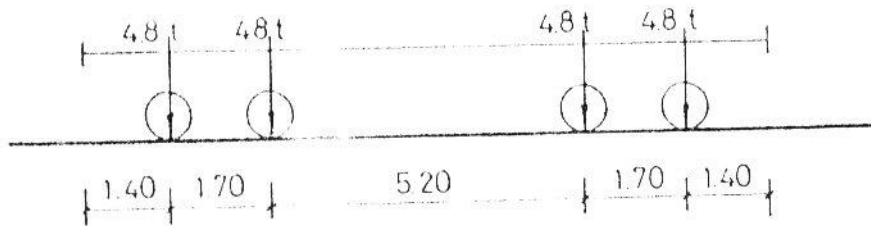


FIGURA 3 (ESCALA 1:125)

8.2.2. Carga móvil sobre veredas y barandas

Para el caso en que se prevean pasarelas peatonales en el puente, éstas se calcularán con una sobrecarga móvil de 400 kg/m^2 de superficie de vereda, sin tenerse en cuenta el coeficiente de impacto.

Las barandas de tales aceras y sus parantes serán proyectadas para soportar simultáneamente una fuerza vertical de 100 Kg por metro lineal aplicada en la parte superior de las mismas y una fuerza horizontal de 200 Kg por metro lineal aplicada a cualquier nivel de las mismas, elegido para cada elemento de modo que sea la posición más desfavorable.

La influencia de las cargas en la baranda sobre los demás elementos de la estructura se considerará como la producida por una carga horizontal actuando a 90 cm sobre el nivel de la vereda y de una magnitud igual a 100 Kg por metro lineal.

8.3 Impacto de la carga móvil

A los efectos del cálculo de las sollicitaciones de todos los elementos de la superestructura deberá tenerse en cuenta el efecto dinámico de las cargas móviles, multiplicándolas por un coeficiente de impacto. Entrarán en el cálculo sin coeficiente de impacto, la fuerza centrífuga, el balanceo, el frenado y arranque y la sobrecarga en las pasarelas.

Los estribos, pilares, siempre que no estén rígidamente conectados a la superestructura, cimentación y presiones sobre el suelo se calcularán sin considerar el coeficiente dinámico.

Para el cálculo de apoyo y articulaciones, ya sean de hormigón, acero, neopreno o cualquier otro material aceptado, se considerará el coeficiente de impacto correspondiente a la parte de la construcción apoyada o suspendida.

El coeficiente de impacto se calculará mediante las siguientes fórmulas:

para momentos flectores: $I = \frac{2.16}{(L_o)^{1/2} - 0.2} + 0.73$

para esfuerzos de corte: $I = \frac{1.44}{(L_o)^{1/2} - 0.2} + 0.82$

Siempre se debe cumplir que $1 \leq I \leq 2$

L_o se mide en metros y es la longitud de la línea de influencia para flexión del elemento considerado. Para líneas de influencia asimétricas, L_o es dos veces la distancia entre el punto en el que tiene lugar la flecha máxima y el extremo más cercano de dicha línea de influencia. En los elementos de piso se añadirán 3 metros a la longitud de la línea de influencia para tener en cuenta la distribución de la carga por la vía.

Como valores más adecuados para L_o se recomiendan los siguientes:

]	Simplemente apoyadas ...	La luz de cálculo de la viga.
VIGAS PRINCIPALES	[Continuas de 2 vanos ...	$1.2 \times L^*$
]	" " 3 vanos ...	$1.3 \times L^*$
	[" " 4 vanos ...	$1.4 \times L^*$
]	" " 5 y más vanos	$1.5 \times L^*$
	[Arcos y pórticos	1/2 de la luz

Siendo L^* la luz media de cálculo de los vanos

]	Portarrieles simplemente apoyados:	Separación entre vigas transversales más 3 metros.
VIGAS DE PISO	[Transversales cargadas por apoyo de vigas portarrieles simplemente apoyados	Dos veces la separación entre vigas principales más 3 metros.
]	Transversales extremas	4 m
	[Transversales cargadas por elementos de tablero continuo y cualquier elemento del mismo.	La menor luz de las vigas principales o dos veces la separación entre vigas principales.

Estos factores dinámicos se aplican a todos los tipos de vías.

En el caso de puentes en arco y de puentes macizos de cualquier tipo, con una altura de relleno superior a 1m, el coeficiente dinámico puede reducirse en el valor $0,1 \times (H_c - 1)$, siendo H_c la altura del relleno comprendido el balasto, hasta el nivel superior del durmiente, en metros.

8.4 Balanceo de la carga móvil

Por efectos de balanceo y choque lateral contra el riel, se considerará una fuerza horizontal única, perpendicular al eje del puente y aplicado en cualquier punto de éste, a la altura del riel. Su valor será igual a $1/3 P$, sin coeficiente de impacto y se despreciarán sus efectos verticales. El valor P será el indicado en el art. 8.2.1.

8.5 Fuerza centrífuga

En puentes de planta curva, se considerará una fuerza centrífuga aplicada horizontalmente a 1.80 m sobre el nivel del riel, perpendicular al eje de la vía y cuyo valor estará dado por la fórmula:

$$F_c = \frac{P.V^2}{R}$$

siendo :

F_c : fuerza centrífuga producida por una carga axil P de un eje, en Toneladas.

P : carga axil transmitida por el eje más pesado en toneladas (sin coeficiente de impacto).

V : velocidad máxima del tren, en Km por hora.

R : radio de la curva en metros.

Esta fuerza no se sumará a la de balanceo, considerándose sólo aquella de las dos que resulte más desfavorable.

8.6 Presión del viento

En general y salvo que las características de la estructura exijan otras consideraciones, se admitirá que el viento actúa horizontalmente y en dos direcciones principales: paralelamente y perpendicularmente al eje del puente.

Se considerarán dos situaciones:

a: puente descargado presión del viento = 250 Kg/m^2

b: puente cargadopresión del viento = 150 Kg/m^2

La superficie de acción de estas presiones se determinará de acuerdo con las dimensiones efectivas de las piezas que componen la estructura, según los siguientes criterios:

8.6.1 Viento transversal sobre la superestructura

La superficie de acción del viento de dirección perpendicular al eje del puente, sobre la superestructura será:

a: en puentes descargados

- a.1 - En puentes de viga principal cerrada: la superficie de la viga principal anterior y la superficie del tablero que sobresalga.
- a.2 - En puentes con vigas principales caladas: la superficie del tablero y la de las partes de estas vigas que excedan superior o inferiormente a aquel.

b: en puentes cargados

- b.1 - En puentes de viga principal cerrada: la superficie de la viga principal anterior y las superficies del tablero y del tren rodante que sobresalga.
- b.2 - en puentes de vigas principales caladas: la superficie del tablero, la de las partes de estas vigas que excedan superior o inferiormente a aquel y la superficie del tren rodante que sobresalga.
Los arcos que sobresalgan del tablero se tratarán como vigas caladas.

8.6.2 Viento longitudinal sobre la superestructura

La superficie de acción del viento de dirección paralela al eje del puente sobre la superestructura será la que se obtenga de tomar los siguientes porcentajes de los valores correspondientes en el art. 8.6.1, tanto para el caso de puente descargado como para el caso de puente cargado.

- 1. - En puentes de viga principal cerrada25%
- 2. - En puentes de vigas principales caladas 50%

8.6.3 Viento sobre pilas y estribos

En el caso de pilas macizas se considerará la superficie vista de la pila en la dirección del viento que se considere.

En los demás casos se procederá con criterio similar al establecido en el art.

8.6.1 _____ a.1 y a.2.

8.6.4 Viento sobre la carga móvil

Para estimar el efecto del viento sobre el tren, se supondrá éste constituido por un rectángulo de longitud igual a la del puente de altura igual a 3.40 m y cuyo centro de gravedad se encuentra a 2.20 m sobre el nivel del riel.

8.6.5. Fuerzas de viento sobre puentes en arco

La influencia de las fuerzas de viento no necesita ser comprobada en los puentes en arco con tablero superior cuando estos están proyectados como una única bóveda continua y el ancho de la bóveda sea mayor que 1/10 de la distancia entre apoyos.

Los arcos independientes pueden ser considerados como una única bóveda, cuando las partes aisladas de la bóveda estén mutuamente reforzadas por celosías transversales de modo que resulte un efecto sustentador conjunto bajo la carga del viento.

En los puentes de arco con tablero suspendido se comprobará siempre la influencia de la fuerza del viento.

8.7 Fuerzas de Aceleración, Frenado y Arranque

El conjunto de efectos causados por aceleración, frenado y arranque de la carga móvil, se considerará igual al producido por una fuerza horizontal igual al 15% de aquella, aplicada a 1.80 m sobre el nivel del riel y contenida en el plano vertical que pasa por el eje de la vía, sin considerar el coeficiente de impacto.

8.8 Rozamiento en apoyos

En el cálculo de apoyos, pilares y estribos, se agregará al efecto de frenado, el esfuerzo del frotamiento de los apoyos móviles admitiendo para el rozamiento por deslizamiento el 20% y para el rozamiento por rodadura el 3% de la reacción en dichos apoyos, siendo esa reacción la producida por la carga permanente y la sobrecarga móvil sin impacto.

Deberán considerarse asimismo los esfuerzos producidos por las deformaciones de los apoyos elastómeros.

8.9 Desviación y asiento de los estribos y pilares

Se deberán considerar estos efectos cuando de acuerdo con la naturaleza de la estructura, puedan producir sollicitaciones adicionales.

8.10 Empujes de tierra

Se tendrán en cuenta en el proyecto, las presiones que puedan provocar las masas de tierra que deban ser soportadas por determinadas partes de la estructura, tales como los estribos. Cuando la sobrecarga móvil llegue hasta una distancia de la parte superior de un muro de contención menor o igual a la mitad de su altura, se deberá considerar la sobrecarga transmitida por tal causa sin coeficiente de impacto.

La sobrecarga móvil se podrá sustituir por una carga equivalente de tierra de altura h sobre el borde superior de los durmientes y será la que corresponda al tren tipo adoptado.

Como peso específico de la tierra se tomará 1.8 t/m^3 , y un ángulo de fricción interna entre muro y suelo, $\phi = 0^\circ$. Se admitirá que la presión debida al tren de cargas se reparte sobre un ancho igual a la longitud del durmiente, con taludes de 1 de base por 2 de altura, (1:2).

Se verificará la estabilidad para el caso en que el terraplén o terreno natural queden saturados de agua.

La seguridad contra el volteo y/o deslizamiento será como mínimo de valor 1.5. No obstante, deberán preverse drenajes adecuados.

Para el cálculo de empujes sobre pilares o elementos semejantes se tomará un ancho ficto igual a 3 veces el ancho real de la pieza.

8.11 Sub presión de agua

En los casos de pilas y estribos sumergidos o que eventualmente puedan quedar sumergidos en el agua, se tendrá en cuenta al hacer los cálculos de estabilidad, la correspondiente sub-presión de agua.

8.12 Presión de la corriente de agua

Las pilas y demás elementos de la estructura que puedan estar sometidas a la presión de la corriente de agua, serán proyectadas teniendo en cuenta una presión determinada por la expresión:

$$P = K V^2$$

siendo:

P: presión en kg/m^2

K: coeficiente de forma

tomando K los siguientes valores:

K = 70 : para pilas de sección rectangular

K = 26 : para pilas con espolón triangular formando en su vértice un ángulo no mayor de 60° sexagesimales.

K = 35 : para pilas de sección circular

8.13 Efectos secundarios de montaje y especiales

En los casos en que corresponda, se calculará la influencia de los esfuerzos secundarios inducidos por las cargas anteriores, verificándose asimismo las sollicitaciones en las diferentes etapas del proceso constructivo.

8.14 Variaciones de temperatura

Tanto para el cálculo de sollicitaciones como de deformaciones, se considerará una variación de temperatura de $\pm 15^\circ$. Dicha variación de temperatura se podrá disminuir a $\pm 10^\circ\text{C}$ para piezas cuya dimensión mínima sea superior a 70 cm o que por rellenos u otras disposiciones se encuentren poco expuestos a variaciones de temperatura.

Al establecer las dimensiones mínimas no es necesario descontar los espacios completamente cerrados, (por ejemplo secciones huecas en vigas con forma de cajón) siempre que los mismos no ocupen más del 50% de la correspondiente sección total.

El calentamiento desigual en distintas partes de una pieza se considerará tomando una diferencia de $\pm 50^\circ\text{C}$.

8.15 Contracción de fraguado y fluencia lenta del hormigón

Cuando la naturaleza y características de la estructura lo requieran deberán considerarse los efectos de:

- 1: contracción de fraguado
- 2: fluencia lenta del hormigón

8.16 Cargas especiales

Deberá tenerse en cuenta toda otra carga o sollicitación que corresponda considerar de acuerdo con la naturaleza de la estructura considerada.

9. ESTABILIDAD AL VUELCO

Deberá verificarse la estabilidad al volteo de todas las partes de la obra que deberán estar aseguradas con un coeficiente de seguridad no inferior a 1.5, fundamentalmente por efecto de viento.

Como faja de tránsito expuesta se considerará en puentes cargados una serie de vagones vacíos en la posición más desfavorable formando una faja continua con las alturas indicadas en el art. 8.6.4 y una carga vertical equivalente de 1.7 ton/m. En los puentes de tablero con voladizos laterales puede resultar determinante la carga normal en su posición más desfavorable.

10. SEGURIDAD AL LEVANTAMIENTO DE LOS APOYOS

En vigas continuas (con o sin articulaciones) y en vigas en voladizo deberá verificarse la seguridad contra el levantamiento de los apoyos, con un coeficiente de seguridad no inferior a 1.5.

11. EFFECTOS ORIGINADOS POR CHOQUES DE OBJETOS, VEHICULOS O EMBARCACIONES CONTRA LAS ESTRUCTURAS DE APOYO.

En las calles constituidas en pasajes inferiores de puentes ferroviarios y en las que la estructura de apoyo de éste no se encuentren resguardadas, ya sea por su situación o por las disposiciones especiales de los vehículos que transitan por la calzada (el cordón de la acera no ofrece ninguna protección), se considerará actuante sobre dichas estructuras una fuerza estática horizontal de 100 toneladas aplicada a 1.20 metros sobre el nivel de la calzada actuando en la dirección del tránsito y otra fuerza estática horizontal de 50 toneladas también aplicada a la misma altura pero actuando en la dirección normal. Estas fuerzas de choque se considerarán conjuntamente con las demás fuerzas, excepto la presión del viento.

Las armaduras de la estructura de hormigón armado podrán ser solicitadas hasta el límite de escurrimiento y las estructuras de hormigón simple hasta el doble de la tensión admisible.

En los puentes sobre ríos navegables son válidas las consideraciones anteriores pero a los efectos de determinar el valor de la fuerza se estudiará para cada caso, según el caudal del río y el tipo de embarcaciones que lo cursen.

En los puentes sobre ríos no navegables se tendrán en cuenta aquellos efectos que puedan resultar de importancia en el cálculo de las estructuras.

12. CONSIDERACION DE LA EXISTENCIA DE VIAS MULTIPLES

En el caso de que sobre un puente se sitúen varias vías, se podrá aplicar la siguiente reducción en la sobrecarga móvil:

- 1) Para las construcciones de una o dos vías, se aplica íntegramente el esquema de cargas a cada vía.
- 2) Para las construcciones con más de dos vías, se tomará el caso más desfavorable entre:
 - a) dos vías cargadas por el esquema completo, en la posición más desfavorable y las otras vías sin carga.
 - b) todas las vías cargadas con el 75% del esquema de cargas en la posición más desfavorable.

13. MEMORIA DE CALCULO

El cálculo deberá tener datos suficientes sobre:

- 1) Las cargas que sirven de base de acuerdo con las hipótesis de carga;
- 2) Los pesos propios de todas las partes esenciales;
- 3) Los coeficientes de impacto que sirven de base para el cálculo;
- 4) La clase y características de los materiales de construcción a emplear y del terreno de cimentación previsto de acuerdo con el estudio del suelo efectuado. La memoria de estudio de suelo y fundación, forma parte de la memoria de cálculo;
- 5) Las formas de las secciones y las dimensiones de todas las partes constructivas esenciales;
- 6) Las tensiones o los coeficientes de seguridad admisibles y las máximas averiguadas por el cálculo para todas las secciones importantes. El cálculo de resistencia se ha de extender también a las piezas de apoyo, las compresiones del terreno y a las posibles articulaciones;
- 7) Los valores límites más desfavorables de las tensiones o de los coeficientes de seguridad para todas las secciones importantes. El cálculo de resistencia se ha de extender también a las piezas de apoyo, las compresiones del terreno y a las posibles articulaciones;
- 8) En los casos en los que se utilicen técnicas de prefabricación se indicará el despiece de la estructura, las uniones, la secuencia de montaje, la vinculación de los elementos prefabricados al hormigón moldeado en el lugar y la estabilidad espacial del conjunto;
- 9) Descripción del método constructivo con indicación de la capacidad de carga, estabilidad y peralte de las cimbras o de los auxiliares especiales de construcción adaptados, proceso de hormigonado, desencofrado y montaje.

14. DETALLES DEL CALCULO

14.1 Método de cálculo

Los cálculos estructurales y su correspondiente dimensionado deben ser claros y presentados de modo que su verificación sea sencilla; no se prescribe la utilización de métodos y normas determinados los que quedan librados a la voluntad del proyectista; cada cálculo y dimensionado estructural formará de por sí un conjunto completo.

14.2 Procedencia de las fórmulas

Para fórmulas o procedimientos de cálculo extraordinario se indicará la procedencia cuando sean de dominio general y en caso contrario se desarrollarán las fórmulas para que pueda ser revisada su exactitud.

14.3 Cálculo utilizando computadora

En el caso en que los cálculos estructurales se hayan realizado utilizando computadora, se indicará además la procedencia y designación del programa y de los métodos elásticos y numéricos en que se basa; hipótesis y simplificaciones que se han tenido en cuenta en la confección del programa; hipótesis y simplificaciones propias de la adaptación del programa al caso considerado; etc.

14.4 Posición más desfavorable de las cargas

Las posiciones más desfavorables de las cargas móviles se determinarán por medio de líneas de influencia u otros procedimientos. Se suprimirán las cargas móviles que producen un efecto de descarga y también todas las cargas de ejes de los vehículos que den lugar a un efecto favorable. Para los pórticos o estructuras monolíticas similares se tendrá también en cuenta la influencia de las compresiones desiguales del terreno, a consecuencia de una carga móvil unilateral. De esto se puede prescindir sin embargo, para grandes alturas de relleno. En los pilares y estribos se examinará también la máxima y mínima posible compresión activa del terreno y en caso necesario la fuerza de elevación.

14.5 Condiciones de cálculo

En todo cálculo de puentes de hormigón se deberán cumplir simultáneamente las siguientes condiciones:

- a) las tensiones provocadas por las cargas exteriores principales más las cargas interiores, no superarán las tensiones admisibles.
- b) Las tensiones provocadas por todo el conjunto de cargas no superarán las obtenidas multiplicando las tensiones admisibles por el factor 1.2.

14.6 Esfuerzos variables

Si los esfuerzos en algún punto de la estructura pueden cambiar de signo por alguna combinación de las diversas cargas, o sea que esté sometida a esfuerzos alternativos, las tensiones admisibles básicas del acero en ese punto se obtendrán dividiendo, las tensiones admisibles utilizadas de acuerdo con la Norma de Dimensionado adoptada, por el valor:

$$\delta = 1 + 0.5 \varphi$$

siendo: $\varphi = \frac{\text{esfuerzo mínimo en valor absoluto}}{\text{esfuerzo máximo en valor absoluto}}$

14.7 Ancho de distribución para las cargas móviles

A los efectos del proyecto de las losas del tablero, las fuerzas concentradas provocadas por la carga móvil pueden distribuirse uniformemente teniendo en cuenta el ancho del durmiente y el espesor de balasto considerado. En virtud de lo antedicho, las cargas concentradas se podrán considerar distribuidas sobre el tablero, en secciones rectangulares definidas de la siguiente manera:

En sentido longitudinal: 0.90 m. + el espesor de balasto bajo el durmiente. Como máximo se tomará la separación entre cargas .

En sentido transversal: 4.00 m. por cada vía, salvo restricciones estructurales. En el caso de rellenos mayores de 1.50 m., este valor se puede aumentar a 2.50 m. más la profundidad del relleno.

Para puentes sin balasto, la carga de rueda se tomará como repartida en la estructura de apoyo a través del durmiente a 45°.

15 PRESENTACION DEL PROYECTO

El original del proyecto será presentado en tela dibujado con tinta china, siendo las láminas de dimensiones 1.10 m x 0.50 m. además de todo otro detalle que sea necesario para completar el proyecto, éste deberá incluir:

- 1) Una vista del puente proyectado sobre un plano vertical paralelo al eje del trazado y una planta de fundaciones dibujada a una escala no menor de 1/200. En las mismas se determinará planimétrica y altimétricamente la ubicación de los elementos importantes de la estructura.
- 2) Los planos que indiquen todos los detalles de la estructura y sus accesos, en particular se indicarán perfectamente las armaduras detallando la ubicación de los empalmes permitidos, la posición de las diferentes piezas, sus recubrimientos. etc. También se establecerán las juntas de trabajo que serán permitidas en la construcción de la obra.
- 3) Las especificaciones particulares complementarias que de acuerdo con las características del proyecto y las disposiciones vigentes sean necesarias establecer como complemento de los Pliegos de Condiciones que rigen para la obra.

Todas las láminas y demás recaudos que presente el proyectista deberán llevar su firma.

NORMA PARA CALCULO DE PUENTES FERROVIARIOS METALICOS

INDICE

1.	GENERAL	1. 1	Objeto
		1. 2	Gálibo y sobreelevación
2.	MATERIALES	2. 1	Materiales de proyecto
		2. 2	Materiales de refuerzo
3.	CARGAS	3. 1	General
		3. 2	Carga permanente
		3. 3	Carga móvil
		3. 4	Impacto de la carga móvil
		3. 5	Balanceo de la carga móvil
		3. 6	Presión de viento
		3. 7	Fuerza centrífuga
		3. 8	Fuerza longitudinal
		3. 9	Variaciones de temperatura
		3.10	Efectos secundarios, de montaje y especiales
4.	TENSIONES	4. 1	Tensiones admisibles básicas
		4. 2	Esfuerzos variables
		4. 3	Tensiones de cálculo
		4. 4	Estados elásticos complejos
5.	CONDICIONES GENERALES	5. 1	Condiciones de proyecto
		5. 2	Dimensiones mínimas del material
		5. 3	Uniones
		5. 4	Remachado
		5. 5	Soldadura
6.	PIEZAS CON CARGA AXIAL	6. 1	Esbeltez
		6. 2	Método de cálculo
		6. 3	Areas efectivas
		6. 4	Condiciones de proyecto: barras simples
		6. 5	Condiciones de proyecto: barras compuestas
7.	PIEZAS FLEXADAS	7. 1	Método de cálculo
		7. 2	Elementos de refuerzo
		7. 3	Condiciones de proyecto

1. GENERAL

1. 1 Objeto

La presente norma tiene por objeto codificar las provisiones técnicas referentes tanto al proyecto como al refuerzo de puentes ferroviarios metálicos.

1. 2 Gálibo y sobreelevación

- a) El gálibo, área transversal libre, no será menor que el indicado en la figura 121.
- b) En puentes de planta curva la sobreelevación del riel externo estará dada por la expresión

$$S = a \frac{V^2}{R}$$

donde $a = 0.725$ siendo:

S: Sobreelevación en cm con máximo 15 cm.

V: Velocidad máxima del tren en Km/hora.

R: Radio de la curva en el punto, en metros.

En este caso, además, la dimensión 1,70 metros de la figura 1.2.1 para el gálibo se reemplazará por 2,10 metros salvo especificación contraria.

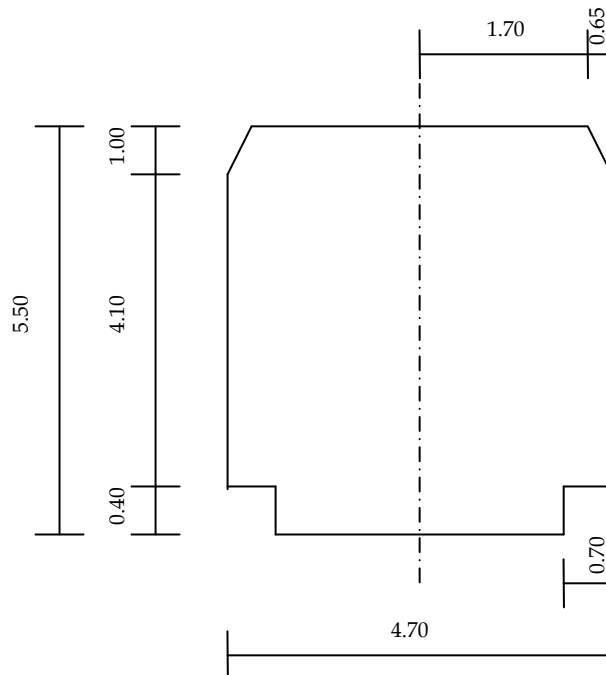


Figura 1.2.1

1. MATERIALES

2. 1 Materiales de proyecto.

Los materiales usados deberán cumplir con las condiciones requeridas por las normas UNIT correspondientes.

Mientras no se redacten dichas normas, se adoptan las siguientes:

- a) Acero estructural: A.S.T.M. : A - 7 para perfiles y A - 141 para remaches.

En ningún caso sus características resistentes serán inferiores a las siguientes:

Característica	Perfiles y chapas	Remaches
Tensión de rotura	37 Kg/mm ²	35 Kg/mm ²
Límite de fluencia	23 Kg/mm ²	20 Kg/mm ²
Ductilidad (5 d)	25 %	30 %

- b) Acero fundido: A S T M: A - 27. Sus características mínimas serán iguales a las del anterior.
- c) Aceros especiales: Su uso, así como el aumento de las tensiones admisibles básicas, deberá ser específicamente autorizado. Sus características se ajustarán en lo posible a las siguientes normas:

A S T M: A - 242 para acero de baja aleación.

A S T M: A - 94 para acero al silicio.

A S T M: A - 8 para acero al níquel.

No se admitirán aceros cuya tensión de rotura sea inferior a una y media veces el límite de fluencia.

- d) Fundición: A S T M: A - 48
- e) Aluminio: Su uso deberá ser expresamente autorizado, fijándose en tal caso las tensiones admisibles sobre la base de ensayos que el contratista deberá efectuar en el Instituto de Ensayo de Materiales de la Facultad de Ingeniería de Montevideo. En ningún caso se admitirá material que posea características inferiores a las siguientes:

Tensión de rotura: 30 Kg/mm²

Límite proporcional: 25 Kg/mm²

Ductilidad (5d): 15 %

2. 2 Materiales de refuerzo.

Si el material de que está constituido el puente a reforzar es alguno de los descritos anteriormente, los elementos de refuerzo serán del mismo material. De lo contrario se empleará material existente que posea características (térmicas y elásticas) más próximas al del puente.

En este último caso, el cálculo se efectuará para el material de características más desfavorables, teniéndose en cuenta la no - homogeneidad.

3.- CARGAS

3. 1 General.

En el cálculo de puentes deben tenerse en cuenta las siguientes cargas y fuerzas:

A. Principales:

- A - 1 : Carga permanente.
- A - 2 : Carga móvil.
- A - 3 : Impacto de la carga móvil.
- A - 4 : Balanceo de la carga móvil.

B. Secundarias:

- B - 1 : Presión de viento.
- B - 2 : Fuerza centrífuga.
- B - 3 : Fuerzas longitudinales (frenado y aceleración de la carga móvil).
- B - 4 : Variaciones de temperatura.
- B - 5 : Efectos secundarios producidos por las cargas principales.
- B - 6 : Efectos de montaje y tensiones especiales.

Las tensiones producidas por cada una de estas cargas y fuerzas serán colocadas por separado en un cuadro de tensiones.

3. 2 Carga permanente.

En la estimación de pesos a efectos de determinar las tensiones producidas por la carga permanente, se usarán los pesos unitarios siguientes:

Acero	7.850	Kg/m ³
Fundición	7.200	"
Hormigones, macadán	2.400	"
Arena, gravilla, balasto	2.000	"
Granito	2.800	"
Madera, durmientes	1.300	"

En el caso de no darse el tipo de rieles y la distribución y el tipo de los durmientes, se adoptará el valor conjunto de 400 Kg/m lineal por cada vía.

3. 3 Carga móvil.

- a) La carga móvil por cada vía para el proyecto de puentes será la indicada en la figura 3.3.1, ubicada en la posición más desfavorable. Para cada proyecto se especificará el valor de P a usarse, el que en ningún caso podrá ser inferior a 18 toneladas.

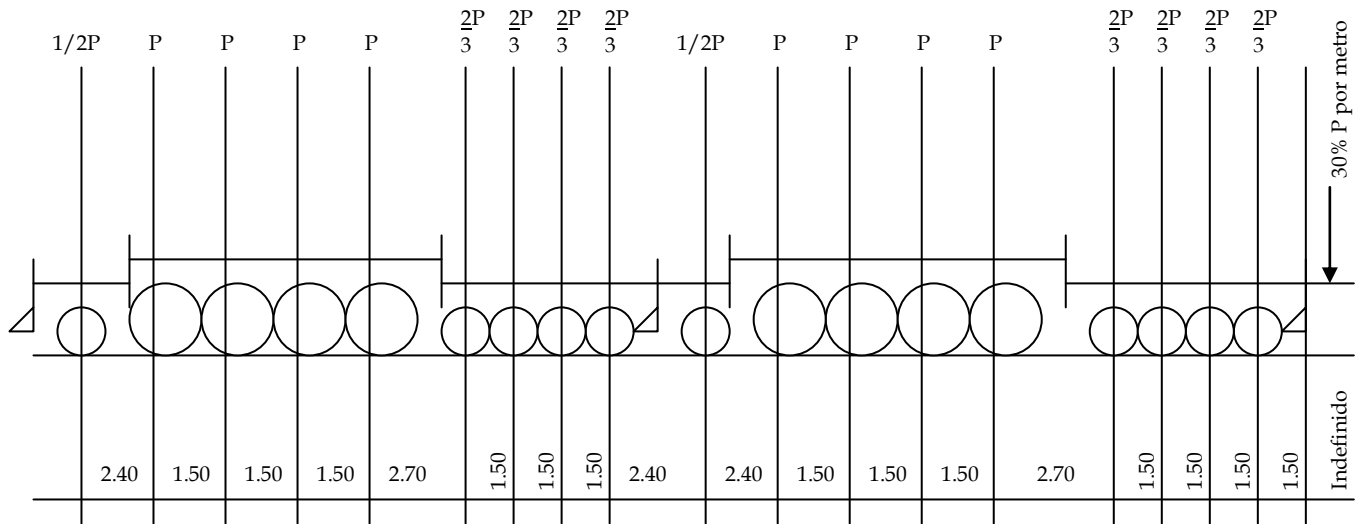


Fig. 3.3.1

- b) La carga móvil por cada vía para el estudio del refuerzo de puentes estará formada por 2 unidades acopladas del tipo de locomotora cuyo paso se prevé, seguidas por una carga de 5000 Kg/m lineal.

El tipo de locomotora se determinará de modo que el tren así formado produzca los máximos esfuerzos en su posición más desfavorable, incluyendo impacto.

3. 4 Impacto de la carga móvil.

El efecto del impacto de la carga móvil (irregularidades en la vía, impacto de tren, efecto de velocidad y martilleo) se considerará igual al producido por un porcentaje de aquella dado por los valores indicados a continuación:

- a) Locomotoras a vapor: En general: $60 - (L^2 / 45)$ para $L < 30$ m
 $10 + (540 / (L - 12))$ para $L > 30$ m

Para el cálculo de reticulados: $15 + (1200 / (L + 7.5))$ para todo L

- b) Locomotoras Diesel, eléctricas o mixtas: $40 - (L^2 / 48)$ para $L < 24$ m
 $16 + (180 / (L - 9))$ para $L > 24$ m

L: luz en metros del tramo considerado entre ejes de apoyos.

3.5 Balanceo de la carga móvil.

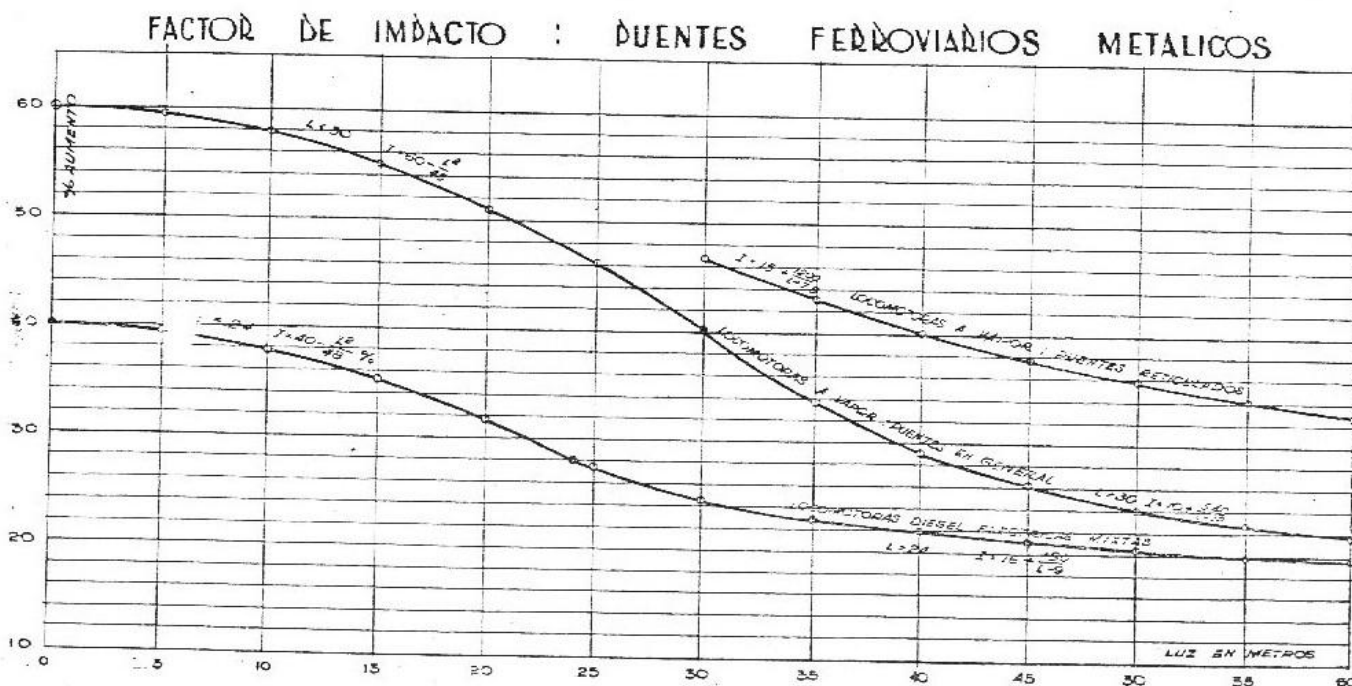
Por efectos de balanceo y choque lateral contra el riel se consideran dos tipos de carga:

- a) Carga vertical actuando hacia abajo en un riel y hacia arriba en el otro, cada una de ellas igual al 10% de la carga móvil.
- b) Carga horizontal única, perpendicular al eje del puente y aplicada en cualquier punto de este, a la altura del riel. Su valor será $1/3 P$ y se despreciarán sus efectos verticales.

3.6 Presión de viento

- a) Puente cargado. Sobre el puente se considerará una presión lateral horizontal de 150 Kg/m² con un mínimo de 300 Kg/m. Sobre el tren, descargado, se considerará una fuerza lateral horizontal de 450 Kg/m aplicada a 2.40 metros sobre los rieles.
- b) Puente descargado. Se considerará una presión lateral horizontal de 250 Kg/m².
- c) Como áreas expuestas se considerarán las siguientes:

Vigas de alma llena	1 ½ veces el área de la proyección vertical
Vigas de alma calada, reticulados	Proyección vertical de 1 viga, más toda la parte que emerge del tablero



3.7 Fuerza centrífuga

En puentes de planta curva se considerará una fuerza centrífuga aplicada horizontalmente a 1.80 m sobre los rieles, perpendicularmente al eje de la vía, y cuyo valor estará dado por un porcentaje de la carga móvil igual a: V^2/R .

Siendo V: velocidad máxima del tren en Km/h
R: radio de curva, en metros

3.8 Fuerza longitudinal

El conjunto de efectos causados por aceleraciones y deceleraciones de la carga móvil se considerará igual al producido por una fuerza igual a 15% de aquella, aplicada a 1.80 m sobre los rieles y contenida en el plano vertical que pasa por el eje de la vía.

3.9 Variaciones de temperatura

- a) Tanto para el cálculo de solicitaciones como para el de las dilataciones se adoptará una variación de temperatura de $\pm 35^\circ \text{C}$ y un coeficiente de dilatación térmica de 0.01 mm por metro y por grado centígrado.
- b) Todos los tramos nominalmente isostáticos con luces menores de 20 metros deberán tener un apoyo deslizante constituido por superficies lisas preferentemente una convexa. Para luces mayores de 20 metros ambos extremos deberán estar articulados y uno de ellos provisto de rodillos o péndola.

3.10 Efectos secundarios, de montaje y especiales

- a) Los puentes se proyectarán de modo que las tensiones secundarias inducidas por las cargas principales sean mínimas. En general, las producidas por la deformación de los reticulados se considerarán sólo en aquellas barras en que $l/a > 10$, siendo:

l: longitud entre apoyos de la barra
a: ancho de la sección, perpendicularmente al plano de deformación.
- b) En los casos en que el tipo de estructura y forma de montaje lo justifiquen, deberá efectuarse el cálculo de tensiones y deformaciones provocadas por el mismo. Asimismo deberán calcularse en caso necesario las tensiones especiales producidas por la interacción de los distintos elementos de la estructura o por otras causas.

4.- TENSIONES

4.1 Tensiones admisibles básicas

Los valores que se dan en el cuadro I, expresados en Kg/cm², serán denominados tensiones admisibles básicas para la sollicitación y el material respectivo.

Solicitación	Elemento	Material			
		Acero es- Tructural	Acero Fundido	Aceros Especiales(o)	Fundición
Tracción	Chapas y barras (sección neta)	1250	1000	0.5 σ_s	
	Vástago de remaches (sección nominal)	650	500	0.25 σ_s (*)	
	Vástago de bulones o partes roscadas (sec. Neta)	1250	1000	0.5 σ_s (*)	
	Soldadura de cordón	750	600		
	Soldadura a tope	1000	800		
Compresión	En general (sección bruta sin pandeo)	1250	1250	0.5 σ_s	850
	Soldadura de cordón	800	800		
	Soldadura a tope	1000	1000		
Flexión	Fibras extremas de chapas o perfiles	1250	1000	0.5 σ_s	250 (*)
	Fibras extremas de pernos de articulación	2000	1500	0.75 σ_s (*)	
	Soldadura de cordón	750	600		
	Soldadura a tope	1000	800		
Corte	Alma de vigas (sección bruta)	750	600	0.3 σ_s	250 (*)
	Remaches colocados a máquina	900	700	0.35 σ_s (*)	
	Bulones torneados y ajustados	900	700	0.35 σ_s (*)	
	Remaches colocados a mano	700	550	0.3 σ_s (*)	
	Soldadura de cordón	650	500		
	Soldadura a tope	800	600		
Aplastamiento	Pernos	1500	1500	0.6 σ_s (*)	
	Remaches a máquina, montantes	1750	1750	0.7 σ_s (*)	
	Remaches a mano, bulones torneados	1250	1250	0.5 σ_s (*)	
	Entre péndolas y sus articulaciones	850	850	0.35 σ_s	
	Rodillos y superficies convexas, en Kg/cm de longitud para R: radio en cm	80 R para R de 5 a 30 cm 440 R ^{1/2} para R de 30 a 150 cm		Valores del acero estructural por $\frac{\sigma_s - 900}{1400}$	

Cuadro I

(o) σ_s : límite de fluencia en Kg/cm²

(*) con autorización expresa

4.2 Esfuerzos variables

Cuando los esfuerzos en alguna barra o parte de la estructura puedan cambiar de signo por alguna combinación de las diversas cargas, o sea que esté sometida a esfuerzos alternativos, las tensiones admisibles básicas de esos elementos se obtendrán dividiendo las de la tabla del art. 4.1 por un coeficiente:

$$\gamma = 1 + 0.50 \varphi \quad \text{siendo:}$$

$$\rho = \frac{\text{esfuerzo mínimo en valor absoluto}}{\text{esfuerzo máximo en valor absoluto}}$$

4.3 Tensiones de cálculo

- a) En todo cálculo de puentes se deberán cumplir simultáneamente las siguientes condiciones:
 - A) Las tensiones máximas provocadas por las cargas principales no superarán las tensiones admisibles básicas.
 - B) Las tensiones máximas provocadas por todo el conjunto de cargas (principales y secundarias) no superarán las obtenidas multiplicando las tensiones admisibles básicas por el factor 1.2.
- b) Para el cálculo de refuerzo de puentes de material distinto a los considerados, se efectuarán de preferencia ensayos de fluencia y rotura. Se podrán adoptar como tensiones admisibles básicas las indicadas para aceros especiales a condición de tomar como límite de fluencia σ_s el menor de los valores siguientes:
 - A) límite de fluencia mínimo dado por los ensayos
 - B) 75% de la tensión de rotura mínima dada por los ensayos
- c) Para el cálculo de la superficie de apoyo sobre mampostería se utilizarán las tensiones admisibles siguientes:
 - Ladrillo prensado con mortero de cemento: 20 Kg/cm²
 - Piedra arenisca o calcárea: 40 Kg/cm²
 - Hormigón: 45 Kg/cm²
 - Granitos: 60 Kg/cm²

4.4 Estados elásticos complejos

Cuando sea necesario estudiar la seguridad de regiones sometidas a estados elásticos complejos, se utilizarán los siguientes criterios de resistencia:

- a) Estado elástico doble:
$$\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y + 3\tau^2 \leq \sigma_{adm}^2$$
- b) Estado elástico triple:
$$\sigma_1 - \sigma_2 \leq \sigma_{adm}$$
$$\sigma_1 \leq \sigma_{adm}$$
siendo:
 - σ_x, σ_y : las tensiones normales en 2 planos perpendiculares.
 - τ : la tensión tangencial allí existente
 - σ_1, σ_2 : las tensiones principales máxima y mínima, en valor algebraico
 - σ_{adm} : tensión admisible básica de tracción, colocada con signo positivo.

5. CONDICIONES GENERALES

5.1 Condiciones de proyecto

El proyecto se efectuará de preferencia de modo que todos los elementos del puente sean accesibles para inspección, limpieza y pintura. Toda concavidad en que pueda depositarse agua será provista de orificios de drenaje o rellenada con hormigón u otro material adecuado.

5.2 Dimensiones mínimas del material

- a) El espesor mínimo del material será 10 mm, exceptuando el alma de perfiles laminados o el destinado a forros o recubrimientos.
- b) El espesor mínimo de las chapas de nudo será de:
 - 12 mm para luces menores de 30 m
 - 15 mm para luces mayores de 30 m
- c) No se usarán angulares menores de 75 * 75 * 10.

5.2 Uniones

- a) Las uniones serán en lo posible simétricas respecto al eje de las piezas unidas y tendrán una resistencia por lo menos igual a la de éstas.
- b) En lo posible las barras se dispondrán de manera que en los nudos sus ejes de gravedad pasen por un punto; de lo contrario deberán calcularse los esfuerzos que provoque dicha excentricidad.
- c) En las uniones de nudo deben distribuirse las líneas de remachado o soldadura de modo que su eje de gravedad coincida con el de la barra; cuando esto no sea posible deberán calcularse los esfuerzos provocados.

5.3 Remachado

- a) En el estudio del remachado se utilizará siempre el diámetro nominal del remache nuevo, y todas las disposiciones referentes a distancias de o entre remaches se deben tomar desde el centro de los mismos.
- b) Cuando los remaches tengan una longitud útil mayor que 4 veces el diámetro y deban transmitir esfuerzos calculables, su número se aumentará en 1% por cada milímetro de longitud en exceso de 4 diámetros, y deberá cuidarse especialmente su fabricación y colocación. No deberán utilizarse remaches cuya longitud exceda de 6 diámetros.
- c) La distancia entre remaches no será menor de 3 diámetros ni mayor de 10 diámetros.
- d) La distancia de un remache al borde más cercano no será mayor de 4 diámetros o 12 veces el espesor de la chapa.
La distancia de un remache a cualquier borde no será menor de:
 - a) 1,8 veces su diámetro si es un borde cizallado
 - b) 1,6 veces su diámetro si es un borde laminado de chapa
 - c) 1,4 veces su diámetro si es un borde de perfil laminado

5.4 Soldadura

- a) La soldadura por arco se usará sujeta a las siguientes condiciones:
 - A) En el proyecto de puentes, o en refuerzos efectuados en taller en uniones mixtas de remachado o bulones y soldadura, se admitirá que la soldadura sola absorbe todas las tensiones.
 - B) En el refuerzo mediante soldadura de puentes remachados se admitirá que el remachado absorbe las tensiones producidas por la carga permanente si dicho

refuerzo se efectúa en sitio; la soldadura deberá resistir todas las tensiones producidas por las demás cargas actuantes.

- b) En el estudio de la soldadura se considerará como sección efectiva la obtenida multiplicando el espesor de garganta por la longitud efectiva del cordón.
Por espesor de garganta se entenderá:
A) En un cordón de soldadura, la distancia mínima de la raíz a la cara de la soldadura
B) En una unión soldada a tope, el espesor mínimo de las partes unidas.
Por longitud efectiva se entiende la longitud total del filete menos dos veces su lado nominal.
- c) El lado nominal a , expresado en mm de la sección de un cordón de soldadura no será menor que el dado por $a = 1,4(e)^{1/2}$ siendo e el espesor mínimo de chapa soldada en mm.
- d) La longitud de un cordón de soldadura no será menor de 4 cm, ni menor que 4 veces el lado nominal de la sección del cordón.
Para longitudes menores de cordón que esta última, se considerará el lado nominal como igual a $1/4$ de la longitud del cordón.

6.- PIEZAS CON CARGA AXIAL

6.1 Esbeltez

- a) La esbeltez λ de la barra, relación de su longitud al radio de giro mínimo ($\lambda = l/r$) no excederá de los siguientes valores:
Barras comprimidas generales: 100
Contravientos en compresión: 120
Celosía simple, bridas principales: 140
Celosía doble, bridas secundarias: 200
Barras extendidas: 200
- b) En barras compuestas la separación (d) entre bridas o entre nudos de la celosía será tal que la esbeltez (d/r) de cada elemento de barra, considerado aisladamente, no exceda de $2/3$ de la esbeltez de la barra en su conjunto, tanto para las barras extendidas como para las comprimidas.

6.2 Método de cálculo

- a) La tensión en piezas comprimidas de hierro, acero estructural o acero fundido calculada con la sección bruta, no podrá exceder de la obtenida dividiendo la tensión admisible básica de compresión por el factor de pandeo en compresión ω , dado por las expresiones indicadas a continuación:
A) Extremos remachados o soldados:
 $\omega = 1,25$ para $\lambda < 50$
 $\omega = 1,125 + \lambda^2/20000$ para $\lambda > 50$
B) Extremos articulados:
 $\omega = 1,25$ para $\lambda < 35$
 $\omega = 1,125 + \lambda^2/10000$ para $\lambda > 35$

En el cálculo de piezas comprimidas de aceros especiales se aumentará el factor de pandeo anterior en un porcentaje del mismo dado por la expresión: $(\omega - 1.25) \sigma_s/23$

- b) En el cálculo de barras compuestas, el factor de pandeo en el plano paralelo a las uniones estará dado por: $\omega = \omega_s (\omega_u - 0.25)$

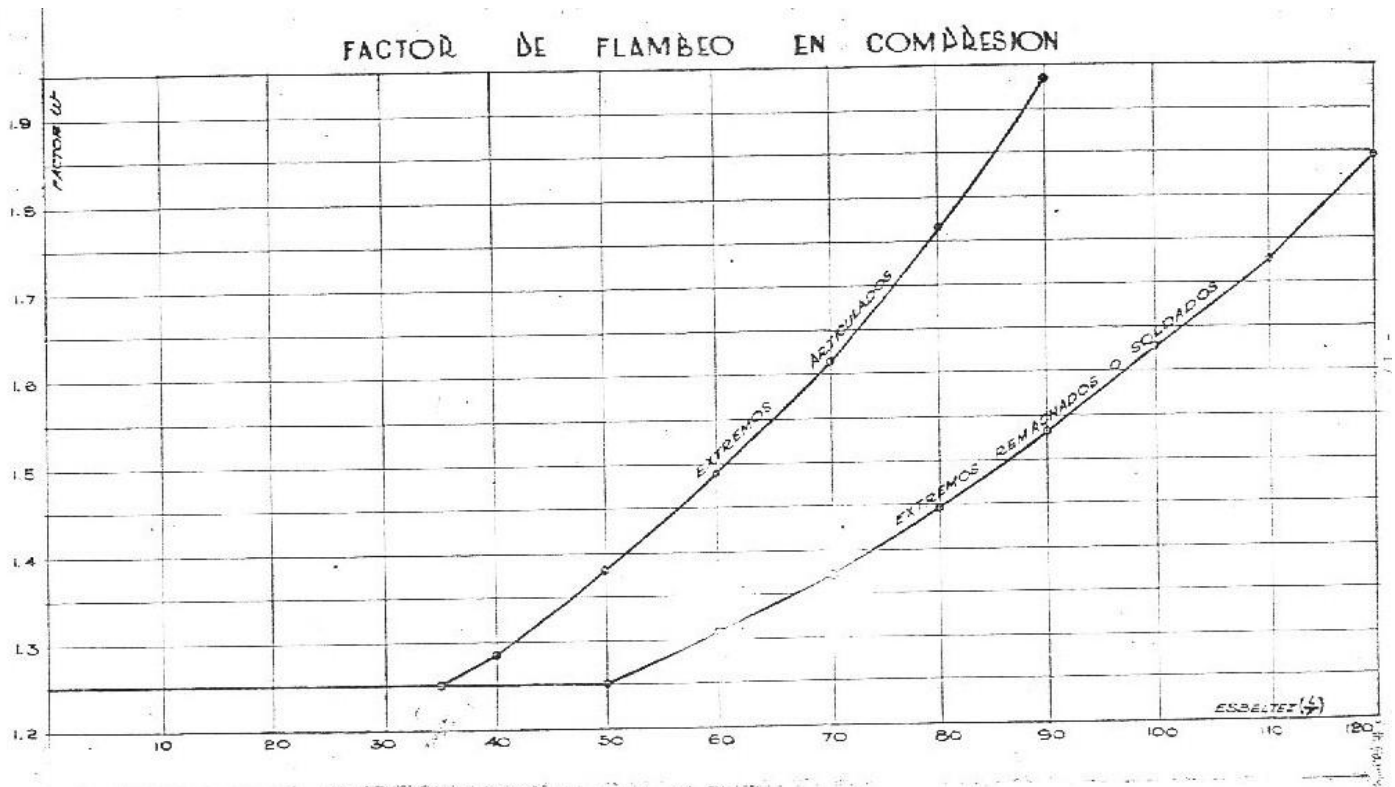
siendo:

ω_s : factor de pandeo de la barra considerada como simple

ω_u : factor de pandeo del elemento de unión (brida o celosía).

En el plano normal a las uniones, se usará ω_s .

c) Las piezas extendidas se calcularán con la tensión admisible básica, usando el área neta de las mismas.



6.3 Áreas efectivas

a) El área bruta de una barra es igual a la suma de los productos del espesor por el ancho bruto de cada uno y todos los elementos que componen la barra, medidas normalmente al eje de la misma.

b) El área neta de una barra es igual a la suma de los productos del espesor por el ancho neto de cada uno y todos los elementos que componen la barra, determinado, para barras remachadas, en la forma que se indica a continuación:

El ancho neto de un elemento será obtenido calculando para todas las líneas de rotura posibles a través de diversas líneas de remachado la expresión:

$$b_n = b - d (1 - \Sigma K) \quad \text{con } K = 1 - p^2 / (4gd)$$

siendo:

b_n : ancho neto para la línea de rotura elegida.

b : ancho bruto de la chapa o elemento en el lugar.

d: diámetro del orificio de remache supuesto 3 mm mayor que el diámetro nominal del remache.

p, g: distancia longitudinal (paso) y transversal (gramil) respectivamente, correspondiente a cada par de remaches sucesivos encontrados al recorrer la línea de rotura.

ΣK : suma de los valores obtenidos para todos los remaches tomados 2 a 2, que se incluyen en la línea de rotura.

El ancho neto no podrá ser menor que el obtenido deduciendo del ancho bruto un número de diámetros igual al número de filas de remaches.

- c) En barras constituidas por un angular simple o por 2 angulares conectados lomo a lomo y de un mismo lado de la chapa de nudo, el área efectiva a tomar para dichas barras será igual al área, neta o bruta según corresponda, del ala unida más la mitad del ala no unida. Si la barra está constituida por 2 angulares unidos cada uno a una chapa separadora, pero unidos entre sí por placas de refuerzo, se podrá tomar como área efectiva el total de la sección.

6.3 Condiciones de proyecto: barras simples

- a) El ancho de las alas libres de los angulares en compresión no excederá de 12 veces su espesor.
- b) El espesor de las chapas que constituyen el alma de piezas comprimidas, o sea, la parte unida a las chapas de nudo, no será menor de 1/32 de la distancia libre entre los acordamientos con las alas en el caso de perfiles laminados, o de la distancia entre las líneas de remaches más próximas. En el caso de las otras chapas que constituyan la barra, dicha fracción será de 1/40.
En uno y otro caso, si la tensión existente (σ) es menor que la admisible (σ_{adm}) dichas fracciones podrán ser multiplicadas por $(\sigma/\sigma_{adm})^{1/2}$.
- c) En las barras extendidas articuladas, el área neta de la sección transversal correspondiente al eje del perno excederá por lo menos en 40% al área neta del cuerpo de la barra, y el área neta existente más allá del orificio del perno situada según el eje longitudinal de la barra será por lo menos igual al área neta del cuerpo de la barra.
Además, en el caso de barras remachadas o soldadas y articuladas, el ancho neto a través del orificio del perno, transversalmente al eje de la barra, no excederá de 8 veces el espesor correspondiente.
- d) Las barras de eje tendrán un espesor no menor de 20 mm ni menor de 1/8 del ancho, o mayor de 60 mm.
El diámetro del perno no será menor que 7/8 del ancho de la barra más ancha que llega al nudo.
- e) En el remachado de simple acoplamiento para barras extendidas principales, la distancia entre remaches que unen chapas y perfiles tanto en dirección paralela al esfuerzo (paso) como en la dirección normal (gramil) no excederá de 8 diámetros ni de 30 cm. En barras compuestas por 2 angulares separados por el espesor de la chapa de nudo y mantenidas por arandelas o forros, estos podrán colocarse a una distancia no mayor de 1.20 m, pero nunca habrá menos de 2 intermedios.
- f) En el remachado de simple acoplamiento para barras comprimidas, el paso de los remaches que unen chapas y perfiles no excederá de 12 veces el espesor de la chapa o perfil exterior más delgado, ni de 16 veces el espesor de la chapa o perfil interior más delgado; el gramil no excederá de 24 veces el espesor de la chapa o perfil más delgado. En ningún caso el paso o el gramil excederán de 6 u 8 diámetros para barras principales o secundarias respectivamente; en el extremo de la barra el paso o el gramil no excederán de 4 diámetros en una distancia igual a 1 1/2 veces el ancho máximo de la barra.

En barras compuestas de 2 angulares como en el inciso anterior, la distancia no será mayor de 0.70 m, ni tal que la esbeltez de cada angular sea mayor de 40.

- g) Los empalmes de las barras sometidas a cargas axiales deberán ser proyectados para transmitir íntegramente los esfuerzos, salvo cuando las 2 partes de una barra comprimida sean enfrentadas para realizar un apoyo mutuo directo, en cuyo caso pueden ser calculados con el único objeto de mantener las 2 partes en su lugar, siempre que cualquier esfuerzo de flexión que pueda superponerse no sea capaz de anular las tensiones de compresión.

6.4 Condiciones de proyecto: barras compuestas

- a) El esfuerzo cortante normal al eje longitudinal de la barra, que se usará para el cálculo de bridas o celosías en barras comprimidas, estará dado por la suma del esfuerzo cortante provocado por las cargas principales y un porcentaje de la carga admisible de compresión en la barra, expresado por: $100/(\lambda + 10) + \lambda/100$. En barras extendidas se considerará solo el primero de dichos esfuerzos.
Se admitirá que el esfuerzo cortante se divide en partes iguales entre los diversos planos de enlace paralelos a la fuerza, ya sean llenos (alma) o discontinuos (brida o celosía).
- b) La inclinación θ de las barras de celosía con respecto al eje de las barras será aproximadamente de 60° para celosía simple o 45° para celosía doble.
Cuando la distancia entre líneas de remachado o soldadura de 2 elementos adyacentes sea mayor de 40 cm se utilizará siempre celosía doble, remachada o soldada en la intersección si son palastros.
El ancho de los palastros de celosía no será menor de 3 veces el diámetro de los remaches respectivos; cuando los cordones o elementos de la barra tengan más de 12 cm de ancho se colocarán al menos 2 remaches en cada extremidad.
- c) Todas las barras compuestas llevarán bridas en sus extremos y en lo posible dentro de los nudos. En piezas comprimidas, el ancho de dichas bridas según el eje de la barra no será menor que la distancia entre las líneas de remachado o soldadura que las unen a los elementos de barra y en piezas extendidas $2/3$ de esta distancia. En bridas intermedias se podrán adoptar respectivamente $1/2$ y $1/3$ de dicha distancia.

7. PIEZAS FLEXADAS

7.1 Método de cálculo

- a) Las tensiones máximas de tracción (σ_t) y de compresión (σ_c) en secciones de piezas sometidas a flexión simple serán calculadas por el método del momento de inercia, usando las siguientes expresiones:

$$\sigma_c = (M/I_B)c' \quad \sigma_t = (M/I_B)c (A/A_n)$$

siendo:

I_B : momento de inercia bruto

c, c' : distancia desde la línea neutra (por el centro de gravedad de la sección bruta) hasta la fibra más alejada, extendida y comprimida, respectivamente.

A, A_n : áreas bruta y neta del cordón extendido, respectivamente.

La tensión máxima de compresión no podrá exceder del valor obtenido dividiendo la tensión admisible básica de compresión por el factor de pandeo en flexión μ , dado por las expresiones indicadas a continuación:

$$\mu = 1 + \alpha/3000 \text{ para } \alpha < 750$$

$$\mu = \alpha/600 \text{ para } \alpha > 750$$

$\alpha = Ld/(bt)$ es la esbeltez lateral de la viga siendo:

L: longitud lateralmente libre de la viga (en ménsulas tomar el doble de la luz).

d: altura de la viga

b: ancho del cordón comprimido

t: espesor del cordón comprimido.

La esbeltez lateral α no podrá exceder de 3000.

- b) En barras sometidas a flexión y compresión axial, la tensión admisible básica de compresión deberá ser superior o igual a la dada por la expresión:

$$\sigma = \omega P/A + \mu M/W$$

7.2 Elementos de refuerzo

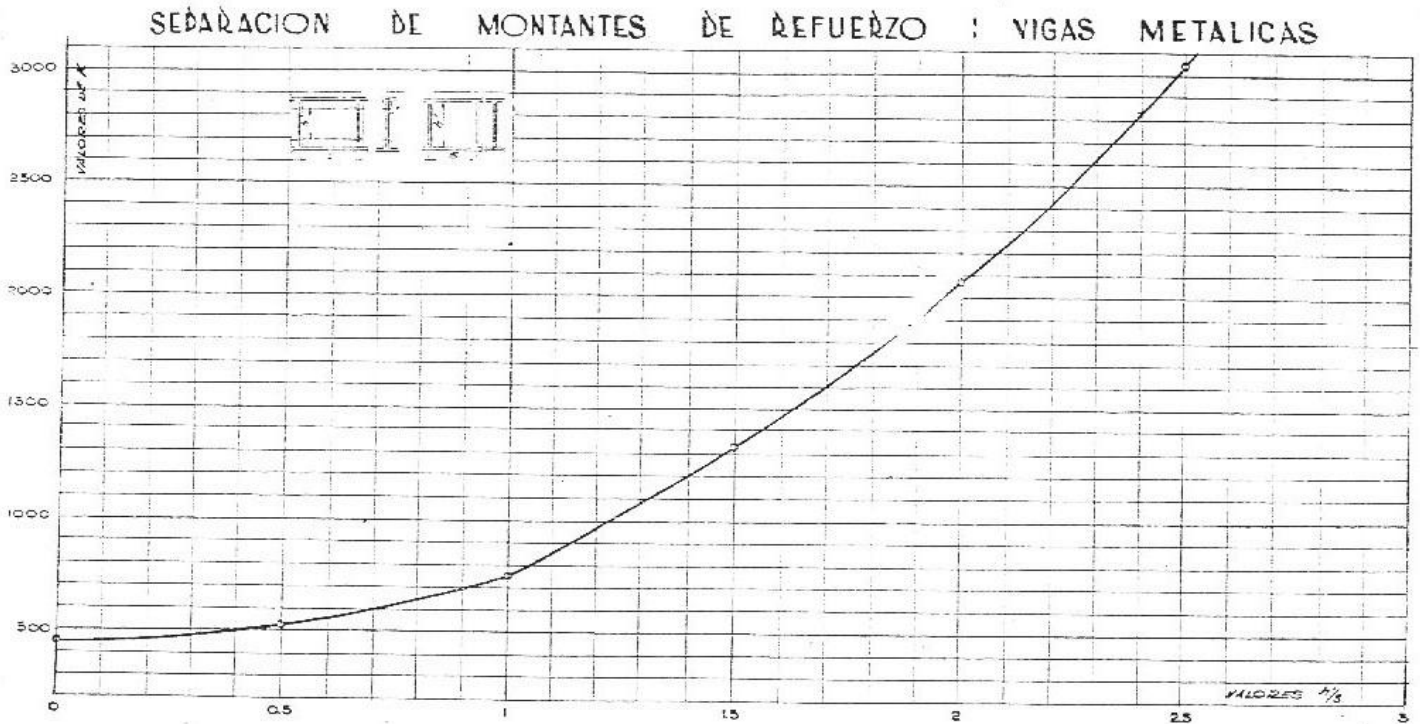
- a) Si la relación (h'/t) de la altura libre entre cordones (h') al espesor del alma (t) es mayor que 60 se determinará el factor $K = \tau (h'/(100t))^2$ siendo τ el esfuerzo tangencial máximo, en Kg/cm², en la región considerada. Cuando además K es mayor que 440, es necesario, a los efectos de la estabilidad del alma, colocar montantes de refuerzo separados una distancia (s) medida a lo largo del eje de la viga, dada por las expresiones:

$$S = h' (300/(K - 440))^{1/2} \text{ para } k < 740$$

$$S = h' (440/(K - 300))^{1/2} \text{ para } k > 740$$

La relación h'/t no será mayor de 170

- b) En todos aquellos lugares en que lleguen cargas concentradas a una viga de alma llena a través de los cordones (apoyos, reacciones, etc.), se colocarán además montantes de repartición.
- c) Los montantes serán calculados como columnas de extremos fijos, pero podrá disminuirse en 0.25 el factor de pandeo en compresión. Para los montantes de refuerzo, se considerará como carga el esfuerzo cortante máximo que actúa en el panel.



7.3 Condiciones de proyecto


- a) Los montantes serán simétricos respecto al plano medio del alma, con contacto contra los cordones, no serán acodillados y se extenderán, normalmente al alma, tan cerca del cordón como sea posible. En caso de angulares, el lado normal al alma no será superior a 16 veces su espesor ni inferior a 5 cm más un trigésimo de la altura de la viga.
Los montantes irán unidos al alma por soldadura o remachado de pase no mayor de 8 diámetros.
- b) Los empalmes de alma de las vigas compuestas se proyectarán para transmitir las tensiones totales de corte y flexión del alma en el lugar del empalme.
Los empalmes de cordón se proyectarán para desarrollar el esfuerzo total de los elementos cortados.
Los angulares se empalmarán con angulares y no se admitirán empalmes de elementos diferentes en la misma sección.
- c) El espesor de los elementos del cordón comprimido normales al alma no será menor de 1/12 del ancho libre respectivo; dicho ancho no será mayor de 15 cm. El área total de los palastros que integran un cordón no será mayor del 70% del área total del mismo y el espesor de aquellos no será mayor que el espesor de los angulares o perfiles que los unen al alma.
El remachado o soldadura de conexión de los cordones al alma deberá ser capaz de transmitir el cortante horizontal producido y además cualquier carga directamente aplicada al cordón.

TREN TIPO P = 1 TON				
Solicitaciones máximas en tramos simples				
Luz del tramo (m)	Esfuerzo Cortante		Momento Flector	
	Máximo Toneladas	Carga uniforme Equivalente Ton/m	Máximo Ton * m	Carga uniforme equivalente Ton/m
2	1.25	1.25	0.50	1.00
4	1.88	0.94	1.50	0.75

5	2.20	0.88	2.25	0.72
6	2.50	0.83	3.00	0.67
8	2.92	0.73	5.07	0.63
10	3.37	0.67	7.28	0.59
12	3.82	0.64	9.85	0.55
14	4.22	0.60	12.75	0.52
15	4.42	0.59	14.37	0.51
16	4.59	0.57	16.02	0.50
18	4.96	0.55	19.43	0.48
20	5.45	0.54	23.17	0.46
22	5.79	0.54	26.99	0.45
24	6.50	0.54	31.00	0.45
25	6.71	0.54	33.92	0.45
26	6.78	0.53	39.63	0.44
28	7.45	0.53	44.86	0.44
30	7.83	0.52	52.05	0.44
35	9.08	0.51	68.63	0.44
40	9.73	0.49	88.83	0.44
45	10.61	0.47	113.16	0.44
50	11.47	0.46	137.88	0.44
55	12.30	0.45	164.28	0.43
60	13.12	0.44	192.51	0.43

Plano A.F.E. N° C - 8039

A.F.E. PM - 3 - 54					TREN TIPO P = 1 TON													
Car-ga	1/2	1	1	1	1	2/3	2/3	2/3	2/3	1/2	1	1	1	1	2/3	2/3	2/3	2/3
Dist		2.40	1.50	1.50	1.50	2.70	1.50	1.50	1.50	2.40	2.40	1.50	1.50	1.50	2.70	1.50	1.50	1.50



Eje N°	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
ESFUERZOS PARCIALES EN TONELADAS																		
1	0.50	1.50	2.50	3.50	4.50	5.17	5.83	6.50	7.17	7.67	8.67	9.67	10.67	11.67	12.34	13.00	13.67	14.33
2		1.00	2.00	3.00	4.00	4.67	5.33	6.00	6.67	7.17	8.17	9.17	10.17	11.17	11.84	12.50	13.17	13.83
3			1.00	2.00	3.00	3.67	4.33	5.00	5.67	6.17	7.17	8.17	9.17	10.17	10.84	11.50	12.17	12.83
4				1.00	2.00	2.67	3.33	4.00	4.67	5.17	6.17	7.17	8.17	9.17	9.84	10.50	11.17	11.83
5					1.00	1.67	2.33	3.00	3.67	4.17	5.17	6.17	7.17	8.17	8.84	9.50	10.17	10.83
6						0.67	1.33	2.00	2.67	3.17	4.17	5.17	6.17	7.17	7.84	8.50	9.17	9.83
7							0.67	1.33	2.00	2.50	3.50	4.50	5.50	6.50	7.17	7.83	8.50	9.16
8								0.67	1.33	1.83	2.83	3.83	4.83	5.83	6.50	7.16	7.83	8.50
9									0.67	1.17	2.17	3.17	4.17	5.17	5.84	6.50	7.17	7.83

10										0.50	1.50	2.50	3.50	4.50	5.17	5.83	6.50	7.17
11											1.00	2.00	3.00	4.00	4.67	5.33	6.00	6.67
12												1.00	2.00	3.00	3.67	4.33	5.00	5.67
13													1.00	2.00	2.67	3.33	4.00	4.67
14														1.00	1.67	2.33	3.00	3.67
15															0.67	1.33	2.00	2.67
16																0.67	1.33	2.00
17																	0.67	1.33
18																		0.67
MOMENTOS PARCIALES EN TONELADAS * METRO																		
1	0.00	1.20	3.45	7.20	12.45	24.60	32.35	41.10	50.85	68.05	86.05	99.45	114.85	129.95	165.49	179.95	205.85	225.15
2		0.00	1.50	4.50	9.00	19.80	26.80	34.80	43.80	59.80	76.60	89.25	103.90	118.25	152.40	166.15	191.40	209.95
3			0.00	1.50	4.50	12.60	18.10	24.60	32.10	45.70	60.10	71.25	84.40	97.25	128.70	140.95	164.70	181.95
4				0.00	1.50	6.90	10.90	15.90	21.90	33.10	45.10	54.75	66.40	77.75	106.50	117.25	139.50	155.25
5					0.00	2.70	5.20	8.70	13.20	22.00	31.60	39.75	49.90	59.75	85.80	95.05	115.80	130.05
6						0.00	1.00	3.00	6.00	12.40	19.60	26.25	34.90	43.25	66.60	74.35	93.60	106.35
7							0.00	1.00	3.00	7.80	13.40	19.05	26.70	34.05	51.60	62.35	74.10	92.35
8								0.00	1.00	4.20	8.20	12.85	19.50	25.85	41.60	51.35	62.10	72.85
9									0.00	1.60	4.00	7.65	13.30	18.65	32.60	41.35	51.10	60.85
10										0.00	1.20	3.45	7.20	12.45	24.60	32.35	41.10	50.85
11											0.00	1.50	4.50	9.00	19.80	26.80	34.80	43.80
12												0.00	1.50	4.50	12.60	18.10	24.60	32.10
13													0.00	1.50	6.90	10.90	15.90	21.90
14														0.00	2.70	5.20	8.70	13.20
15															0.00	1.00	3.00	6.00
16																0.00	1.00	3.00
17																	0.00	1.00
18																		0.00

Plano A.F.E. N° C - 7894